# Калининградский Государственный

###### Технический университет

## Кафедра ПГС

##### Курсовой проект по дисциплине: Металлические конструкции

**Конструктивная схема одноэтажного промышленного здания**

**Содержание**

1. Исходные данные
2. Компоновка конструктивной схемы производственного здания
3. Расчет подкрановой балки
4. Расчет стропильной фермы
5. Расчет поперечной рамы каркаса
6. Расчет колонны

Список используемой литературы

**1.Исходные данные**

### Район строительства –Вильнюс (вариант №2)

### Схема фермы-№2 (схема компоновки №4) (рассчитать узлы Ж, Е)

* Пролет фермы -20 м
* Длина панели верхнего пояса-2,5м
* Опорная стойка –1,6м (уклон i=1/8)
* Шаг фермы –6 м
* Сталь марки 14Г2 (С345 то же самое)
* Постоянные нормативные нагрузки (кН/м2)-0,6-0,2-0,14-0,4
* Вес тельфера 70кН

**2.Компановка конструктивной схемы аркаса производственного здания**

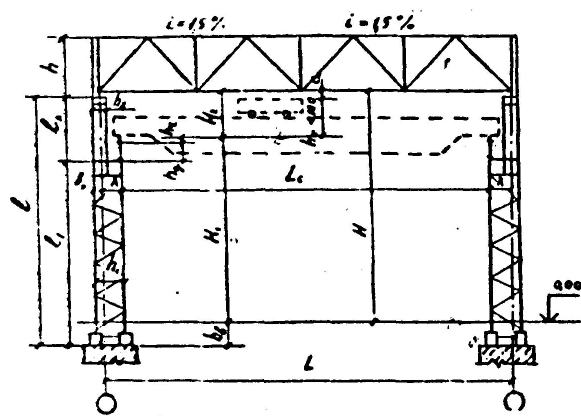


Рис.1 - Необходимо определить вертикальные размеры стоек рамы (колонны)

Расстояние от головки кранового рельса до низа фермы составляет:

Н2=(Нс+100)+а,

где Нс- габаритный размер крана по высоте; Нс=2750мм;

100мм-установленный по технике безопасности зазор между габаритом

крана и стропильными конструкциями;

а- размер, учитывающий прогиб конструкции покрытия, а=200…400мм

Н2=(2750+100)+400=3250мм=3,4м

Высота цеха от уровня пола до низа ригеля Н=Н1+Н2,

где Н1 – наименьшая высота от пола до головки кранового рельса

Размер Н принимается кратным 0,3м.

Н=6800+3400=10200мм=10.2м.

Принимаем Н=10.2 м.

Высота верхней части колонны l2=hg+hr+H2,

где hg – высота подкрановой балки, которую предварительно принимаем

hg=600 мм; hr – высота кранового рельса; hr=120мм

l2=600+120+3400=4120мм=4.12м

Высота нижней части колонны от низа базы до уступа колонны

l1=H+hb-l2,

где hb – заглубление базы колонны по отношению к уровню пола,

принимаем hb=1000мм

l1=10200+1000-4120=7080мм=7,08м.

Общая высота колонны от низа базы до низа ригеля

l= l1+ l2

l=7080+4120=11200мм=11,2м

*Определяем размеры сечений колонны*

Высота поперечного сечения верхней части колонны из условия обеспечения ее жесткости должна быть h2>(1/12)l2; принимаем h2=500мм.

В этом случае привязка наружной грани колонны к продольной координационной оси определяется величиной Bo=250мм, т.е. координационная ось проходит по середине верхней части колонны

Высота поперечного сечения нижней части колонны определяется из выражения h1=Bo+λ,

где λ – расстояние от оси подкрановой балки до координационной оси, принимаем λ=750мм

h1=250+750=1000мм

Из условия жесткости необходимо, чтобы величина h1 отвечала неравенству h1>(1/20…1/30)l1 – условие удовлетворяется.

Пролет мостового крана

Lc=L-2 λ,

где L- пролет здания

Lc=24000-2·750=22500мм=22,5м.

Высота стропильной фермы h=[1/8…1/12]L=< 3800мм

Примем h=3100 мм

**3. Расчет подкрановой балки**

Определение нагрузок на балку

Характеристики заданного мостового крана:

* Грузоподъемность крана Р=300кН
* Пролет крана Lc=22,5м
* Ширина крана Вс=6,3м
* База крана Кс=5,1м
* Сила давления колеса на

подкрановый рельс Fн=315 кН

* Вес тележки G=120 кН
* Вес крана общий Gс=520 кН
* Тип кранового рельса КР-70

Расчетная сила вертикального давления колеса на кран

F=Fн·γf·nc·ka,

Где γf- коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,1

nc- коэффициент сочетаний, равный 0,85 при расчете на действие двух

сближенных кранов нормального режима работы

ka- коэффициент динамичности, равный 1 для кранов нормального

режима работы

F=315·1,1·0,85·1=295 кН

Нормативная горизонтальная сила при торможении тележки, приходящаяся на одно колесо крана

Тn=0,05(P+G)/n

Тn=0,05(300+120)/2=10,5 кН

Расчетная горизонтальная сила, создаваемая одним колесом крана

T=Tn·γf·nc·ka

T=10,5·1,1·0,85·1=9,8 кН



Рис. 5. Схема нагрузок от мостового крана

*Определение усилий в балке*

Расчетное значение изгибающего момента

Mf=α·F·Σyi , где

α - коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановой

конструкции, равный для балок пролетом 6 м- 1,03;

Σyi- сумма ординат линии влияния под силами F

Наибольшая ордината у, при пролете 6 м (1,5+0,9)= 2,4

Наименьшее расстояние между колесами двух кранов

В = Вс-К = 6,3-5,1= 1,2м

Mf=1,03·295·2,4=729 кН\*м

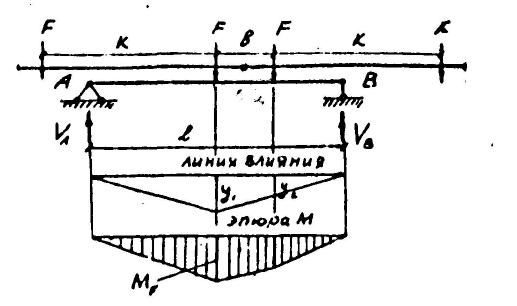


Рис. 6. Схема к определению при м.

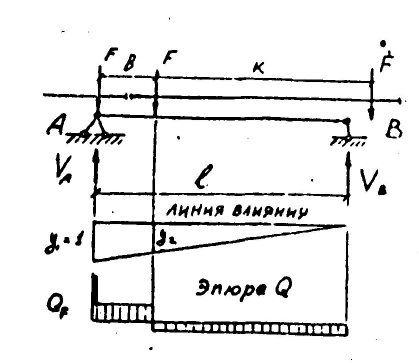


Рис. 7. Схема к определению при = 6 м



Расчетное значение поперечной силы

Qf= α·F·Σyi

где Σyi - сумма ординат линии влияния поперечной силы под силами F.

QF = 1,03· 295· (1+0,8) = 547 кН

Наибольшая ордината линии влияния у1=1

Нормативное значение изгибающего момента

М1n= α·F·Σyi =1,03·295·1,5=456 кН\*м

Расчетный изгибающий момент Мт от горизонтального воздействия крановой на грузки на балку определяют при таком же положении сближенных кранов, как и при расчете МF

Поэтому величина МT, может быть найдена из сочетания

Мт = MF·T/F*=* 729·9,8/295= 24,2 кН·м

*Подбор и компановка сечения балки*

### Требуемый момент сопротивления балки

Wxmp=Mf·β·γn/Ry·γc

где Mf-расчетный изгибающий момент, кН·см

Ry- расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по

пределу текучести; Ry=33 кН/см2

β-коэффициент, учитывающий дополнительные напряжения в верхнем

поясе балки от горизонтального воздействия крановой нагрузки;

принимаемый равным β=1,05

γn- коэффициент надежности по назначению; γn=1

γс- коэффициент условий работы, принимаемый в данных условиях γс=1

Wxmp=72900·1,05·1/33·1=2320 см3

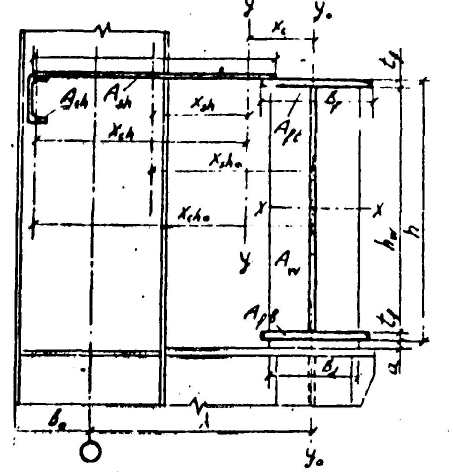


Рис. 8. Схема подкрановой и тормозной балок

Минимальная высота подкрановой балки

hmin =5·γc·Ry·l·n0·Mln/24·E·Mf

где l-пролет балки, см

Е- модуль упругости стали Е=206·102 кН/см2

Mln – нормативный изгибающий момент в балке при загружении ее одним

краном

n0- величина, обратная предельному относительному прогибу, для балок

под краны нормального режима n0=400

hmin =5·1·33·600·400·45600/24·20600·72900=50,1 см

Оптимальная высота балки

hopt=k·√(Wxmp/tw)

где k- коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки;

при постоянном сечении сварных балок k=1,15

tw- толщина стенки, см

Предварительно толщина стенки определяется по формуле

tw=7+3 hmin/1000

tw=7+3·501 /1000=8,5 мм

Принимаем tw=9 мм

hopt=1,15·√(2320/0,9)=58,4 см

Принимаем h=60 см

Уточним толщину стенки из условия обеспечения ее прочности при работе на срез ( сдвиг)

tw>1,5·Qf· γn/hw·Rs· γc

где hw- высота сечения; hw=h-2tf=60-2\*1,8=56,4см

tf- толщина пояса, предварительно принимаемая равной tf=14-20мм; =18мм

Rs- расчетное сопротивление сдвигу, кН/см2; Rs=19,14 кН/см2

tw>1,5·547· 1/56,4·19,14· 1=0,48см

Оставляем толщину tw =9мм.

hopt=1,15·√(2320/0,9)=58,4 см

Принимаем h=60 см

Проверка:

tw>1,5·547· 1/56,4·19,14· 1=0,76см tw=0,9см>=0,76см

### Требуемая площадь сечения каждого поясного листа при симетричной балке равна

Аf=Wxmp/h- tw·h/6

Аf=2320/60- 0,9·60/6=29,7 см2

Толщина поясного листа tf=18мм. Ширина поясных листов bf=180мм.

Площадь сечения поясного листа Af=tf\*bf=1,8\*18=32,4см2.

По требованию обеспечения местной устойчивости поясов балки необходимо чтобы соблюдалось условие

Bef/tf<0,5√(E/Ry)

где Bef – ширина свеса сжатого пояса Bef=(Bf-tw)/2

Bef=(180-9) /2=85,5мм

8,55/1,8<0,5√(20600/33)

4,75<12,49

Условие выполняется

*Проверка прочности и жесткости подкрановой балки*

### Площадь сечения элементов (см2):

### Стенки балки Aw=hw·tw=56,4·0,9=50,76 cм2

### Верхнего пояса Aft=Bf·tf=32,4 cм2

### Нижнего пояса Afb=Bf·tf=32,4 cм2

### Тормозного листа Ash=Bsh·tsh=85·0,6=51см2

где tsh- толшина стального рифленого листа: tsh=6мм

Bsh- ширина стального листа, зависящая от конкретных размеров

конструкций и измеряющаяся в пределах 85…90 см. =85см.

Площадь поперечного сечения швеллера Aсh, выполняющая роль пояса тормозной балки для швеллера №16 Aсh= 18,1 см2

Момент инерции (см4) площади поперечного сечения балки относительно оси Х-Х

Ix= hw3·tw/12+2·( Bf·tf3/12+ Afb((hw+ tf)/2)2)

Ix= 56,43·0,9/12+2·( 18·1,83/12+ 32,4((56,4+ 1,8)/4)2)=68346 см4

Расстояние от центра тяжести тормозной балки до оси Y0-Y0 (см)

Хc=(Ach·Xcho+Ash· Xsho)/( Ach+ Ash+2Aft)

Хc=(18,1·83+51· 40,5)/( 18,1+ 51+2\*32,4) =26,7 см

где Xcho – расстояние от оси Y0-Y0 балки до центра тяжести окаймляющего

швеллера

Xsho – расстояние от оси Y0-Y0 балки до центра тяжести тормозного листа

Момент инерции площади поперечного сечения тормозной балки относительно оси Y-Y (см4)

Iy=Ich+AchXch2+tshb3sh/12+ AshXsh2+ tfb3f/12+AftXc2

где Xch-расстояние от оси Y-Yдо центра тяжести швеллера

Xsh-расстояние от оси Y-Yдо центра тяжести тормозного листа

Ich- собственный момент инерции швеллера

Iy=63+18,1·56,32+0,6·853/12+ 51·13,82+ 1,8·183/12+32,4·26,72=121826 см4

Моменты сопротивления площади поперечного сечения:

-подкрановой балки относительно оси Х-Х

Wx=2Ix/h Wx=2\*68346/60=2278 см3

-тормозной балки относительно оси Y-Y

Wy=Iy/(Xc+bf/2) Wy=121826/(26,7+18/2)=3413 см3

Статический момент (см3) половины сечения подкрановой балки относительно нейтральной оси Х-Х

Sx= Af(hw+tf)/2 + Awhw/8

Sx= 32,4(56,4+1,8)/2 + 50,76·56,4/8=1300 см3

Проверка прочности подкрановой балки по нормальному напряжению в ее верхнем поясе производится по формуле

σмах=Mf/Wx+Mt/Wy<Rγc/γn

σмах=72900/2278+2420/3413=32,7кН/см2<33·1/0,95=34,7

Условие выполнено.

Проверка прочности балки по касательному напряжению:

τmax=QfSx/Ixtw<Rsγc/γn

τmax=547·1300/68346·0,9=11,6кН/см2<19,14·1/0,95=20,2

Проверка прочности стенки балки по местному напряжению от давления кранового колеса

σloc=γwfγfFn/twlef <Ryγc/γn

σloc=1,1·1,1·315/0,9·23,4=18,1кН/см2 <33·1/0,95=35 Условие выполнено.

где γwf- коэффициент, учитывающий неравномерность давления колес и

повышенную динамичность под стыком рельсов, принимаемый для

кранов нормального режима работы γwf=1,1

γf-коэффициент надежности по нагрузке γf=1,1

lef- условная длина распределения местного давления (см), определяемая

в сварных балках по формуле

lef=3,25\* 3√(If/tw)=3,25\* 3√(336/0,9)=23,4см

где If- сумма моментов инерции площади сечения верхнего пояса балки и кранового рельса относительно собственных осей

If=bft·tf3/12+Ir=18·1,83/12+327=336см4

Ir- момент инерции кранового рельса, принимаемый по соответствующему

ГОСТу. =327см4

Проверка жесткости подкрановой балки производится по формуле

f=Min·l2·γc/10·E·Ix <fu;

f=45600·6002·1/10·20600·68346=1,2см <1,5 Жесткость соблюдена.

где f- прогиб балки от нормативной нагрузки

Min-нормативный изгибающий момент (кН·см) в балке от загружения ее

одним краном

fu- предельный прогиб, равный для балок под краны режимов работы

1К-6К l/400=600/400=1,5см

Перенапряжения в конструкциях не допускаются.

*Обеспечение местной устойчивости элементов подкрановой балки*

Общая устойчивость подкрановой балки при наличии тормозной балки обеспечена.

Местная устойчивость сжатого (верхнего) пояса подкрановой балки обеспечена, если выполняется условие

Bef/tf<0,5√(E/Ry)

где Bef-ширина свеса пояса

8,55/1,8<0,5√(20600/33)

4,75<12,49

Условная гибкость стенки балки

λw=(hw/tw) √(Ry/E)≤ 2,2

λw=56,4(33/20600) 1/2/0,9=2,173< 2,2 Условие выполняется

*Определение размеров опорного ребра балки*

Разрезная подкрановая балка опирается на колонну посредством опорного ребра с выступающим пристроганным торцом

Требуемая площадь сечения ребра (см2)

Ap>Qf·γn/Rp· γc

где Rp- расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности, кН/см2

Ap>547·0,95/48·1=11 см2

Ширина опорного ребра (см)

Bα=Ap/tα=11/1,2=9,2 см

где tα- толщина ребра, назначаемая в пределах 12…20мм. =1,2см

Принимаем Bα=180 мм

Ширина выступающей части ребра (ширина свеса Bef) из условия обеспечения его местной устойчивости должна отвечать неравенству

Bef/tα<0,5√(E/ Ry)

Ширина свеса Bef=(Bα-tw)/2=(9,2-0,9)/2=4,15см

4,15/1,2<0,5√(20600/33)

3,46<12,49

Местная устойчивость обеспечена.

Выступающая вниз часть ребра а должна отвечать неравенству а<1,5 tα;

Принимаем а=18мм

18≤1,5·12=18мм – условие выполняется

*Определение веса и массы подкрановой балки*

Вес подкрановой балки (кН):

G=ψAlγct,

где ψ-строительный коэффициент, принимаемый для сварных балок с

поперечными ребрами жесткости: ψ=1,2

А- площадь поперечного сечения балки, м2

γct- объемный вес стали: γct=78,5 кН/м3

l-пролет балки,м

A=ΣAi=Aw+2Af+Ash+Ach=50,76+2\*32,4+51+18,1=184,66см2=0,0185м2

G=1,2\*0,0185\*6\*78,5=10,5кН

Масса подкрановой балки (т):

M=G/g

где g – ускорение свободного падения. = 9,81м/с2

М=10,5\*1000/9,81=1070кг=1,07т

**4.Расчет стропильной фермы**

Исходные данные :

Схема : № 2. Схема компановки:№4.

Пролёт фермы :24 м.

Длинна панели нижнего пояса : 3м.

Опорная стойка : 1,6м.

Шаг фермы : 6 м.

Сталь фермы : 14Г2

Постоянные нормативные нагрузки : 0,6 – 0,2 – 0,14 – 0,4кН/м2

Вес тельфера 70 кН.

Район строительства: Вильнюс.

Рассчитать узлы :Е.

Уклон фермы : 1/8

Определим геометрические длины всех панелей поясов.

L15 = L14 = L13 = L12 = L11 = L10 = L9 = L8 = 3 м.

tg α = 1/8 α = 7012’

sin α = 0.124

cos α = 0.992

L0 = L1 = L2 = L3 = L3 = L4 = L5 = L7 = L6 = 3 м.

Определим геометрические длины всех стоек.

L’0 = L’16 = 1,6 м.

L’2 = L’14 = 1,98 м.

L’4 = L’12 = 2,36 м.

L’6 = L’10 = 2,74 м.

L’8 = 3,1 м.

Определяем геометрические длины всех раскосов.



L’5=L’11=3,8м



*Определение нагрузок на ферму.*

На ферму действует два вида нагрузок:

* Постоянная от собственного веса конструкций покрытия
* Кратковременная снеговая

Таблица 1 - Нагрузки на ферму приведены в табличной форме:

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Составляющие нагрузки | Нормат. Значение нагрузки, кН/м2 | Коэффи циент надеж-ности по нагрузке | Расчетное значение нагрузки, gi кН/м2 |
| Постоянная | Гравийная защита-20мм;  ж/б плита | gn=0,4; 1,4 | γf=1,3; γf=1,1 | gn\*γf=0,52; 1,54 |
| Гидроизоляционный рубероидный ковер в 3 слоя | 0,15 | 1,3 | 0,198 |
| Утеплитель-пенобетоннные плиты толщиной120мм,  γ=5 кН/м3 | 0,6 | 1,2 | 0,72 |
| Пароизоляция из одного слоя рубероида | 0,05 | 1,3 | 0,065 |
| Выравнивающая цементная стяжка толщиной 20мм | 0,4 | 1,3 | 0,52 |
| Стальные конструкции покрытия (фермы, связи) | 0,4 | 1,05 | 0,42 |
| ИТОГО |  |  | g=3,98 |

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Кратко-временная | Снег по всему покрытию | 0,5 | 1,4 | 0,7 |
|  | ВСЕГО |  |  | 4,68 |

Собственный вес фермы со связями определяется по формуле

gn=1,2ψir L, где ψir =3- коэффициент веса, изменяющийся для ферм L=12…24м при нагрузке 1,4…4кН/м2

gn=1,2·3·24=86,4 кН/м2

Полное расчетное значение снеговой нагрузки:

S=Sn·γf ,где γf-коэффициент надежности по нагрузке. =1,4

S=0,5·1,4=0,7кН/м2

Нормативное значение Sn=1\*S0

Sn=1·0,5=0,5 кН/м2

Расчетное значение погонной постоянной нагрузки (кН/м), где В=6м-шаг фермы

g1=gB=3,98·6=23,88кН/м

Расчетное значение погонной снеговой нагрузки(кН/м)

S1=SВ=0,7·6=4,2кН/м

Узловая нагрузка на промежуточные узлы фермы (кН)

F1=(g1+S1)·d,

где d=3м- длина панели верхнего пояса

F1=(23,88+4,2)·3=84,24 кН

Нагрузка на надопорный узел F2 будет вдвое меньше, так как она собирается с половины панели

F2=0,5 F1

F2=0,5·84,24=42,12 кН

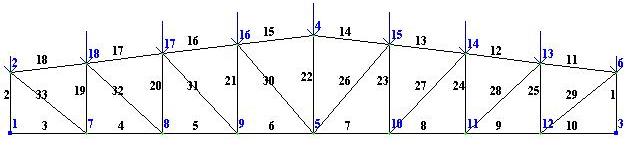
Опорные реакции определяются по формуле V=ΣFi/2,

где ΣFi- сумма всех узловых нагрузок на ферму

V=8\*84,24/2=336,96 кН

*Определение усилий в стержнях фермы*

Загружение 1



Эпюра N

Единицы измерения - кН

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | | | | |
| № элем | N(кН) | № элем | N(кН) | № элем | N(кН) |
| 1 | -337 | 12 | -641 | 23 | -45 |
| 2 | -337 | 13 | -703 | 24 | -131 |
| 3 | 0 | 14 | -676 | 25 | -229 |
| 4 | 447 | 15 | -676 | 26 | 53 |
| 5 | 643 | 16 | -703 | 27 | 64 |
| 6 | 693 | 17 | -641 | 28 | 236 |
| 7 | 693 | 18 | -521 | 29 | 492 |
| 8 | 643 | 19 | -229 | 30 | 53 |
| 9 | 447 | 20 | -131 | 31 | 64 |
| 10 | 0 | 21 | -45 | 32 | 236 |
| 11 | -521 | 22 | 85 | 33 | 492 |

*Усилия ( нормальные силы ) в стержнях фермы пролетом 24 м*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элементы фермы | Обозначение стержней | Усилия в стержнях, кН | |
| Сжатие | Растяжение |
| Верхний пояс | 18  17  16  15  14  13  12  11 | 521  641  703  676  676  703  641  521 |  |
| Нижний пояс | 3  4  5  6  7  8  9  10 |  | 0  447  643  693  693  643  447  0 |
| Раскосы | 33  32  31  30  26  27  28  29 |  | 492  236  64  53  53  64  236  492 |
| Стойки | 2  19  20  21  22  23  24  25  1 | 337  229  131  45  45  131  229  337 | 85 |

*Подбор уголковых профилей для стержней фермы*

Стропильные фермы относятся к так называемым легким фермам, для которых наиболее распространены стержни таврового сечения из двух прокатных уголков. Перспективными являются фермы, стержни которые

выполняются из труб, фермы с применением элементов таврового сечения и др.

*Назначение толщины фасонок*

Толщина узловых фасонок назначается в зависимости от усилий в стержнях решетки. По наибольшему усилию назначается толщина фасонок = 14мм, которая может быть принята одинаковой во всех узлах фермы.

*Подбор сечений стержней фермы*

Верхний пояс:

Требуемая площадь сечения сжатого стержня (см2) определяется из условия обеспечения его устойчивости по формуле

Aтр=N·γn/φ·Ry· γc

где N- продольная сила в стержне, кН

φ-коэффициент продольного изгиба

Задаемся гибкостью λ=90; φ=0,6

Aтр=703·1,1/0,6·33·0,85=46 см2

Затем находят требуемые радиусы инерции (см):



где

λ0 =90 – гибкость стержня;

= 3 м - расчетная длина стержня в плоскости фермы, принимаемая равной его геометрической длине;



- расчетная длина стержня из плоскости фермы, зависящая от системы связей между фермами и от способа крепления к фермам плит или прогонов (можно принимать = ).



ix тр= iу тр= 300/90=3,3 см

Принимаем сечение из двух уголков №10 (толщина фасонки 14мм)

Афакт,уголка=29,8 см2

ix=2,98 см= iy

Посчитаем фактические гибкости стержня:



Т.к. уголок равнополочный, принимаем

λх = 300/2,98=101

λy = 101

φmin=0,5

Проверка стержня на устойчивость:

σ=N / φ ·A<Ry· γc/ γn

σ=703/(0,5·2\*29,68) =11,8<33\*0,85/1,1=12,8 -условие выполняется

Фактические гибкости сопоставляются с предельной гибкостью, равной для сжатых поясов и опорных раскосов: λu=180-60α,

где α- коэффициент, принимаемый не менее 0,5



α=703·1,1/(0,5·59,36·0,85·33) =0,93

λu=180-60·0,93=124,2

λх=101 < λu=124,2 -сечение принято

Нижний пояс: Требуемая площадь сечения уголков растянутого стержня (см2) определяется по формуле:

Aтр=N·γn/ Ry· γc

где N- продольная сила в стержне, кН

Aтр=693·1,1/33·0,85=27,2 см2

Принимаем сечение из двух уголков №11/7

Афакт,уголка=13,93 см2

Затем подобранное сечение проверяем по гибкости

ix=3,51 см, iy=1,98 см ,

λх=lx/ix=300/3,51=85,5 < λu=400

λy= ly/iy=300/1,98=151,5< λu=400

где lx- расчетная длина стержня в плоскости фермы, равная его

геометрической длине

ix - радиус инерции принятого сечения

Сечение принято.

Стержни решетки:

Требуемая площадь сечения сжатого стержня стойки (см2) определяется из условия обеспечения его устойчивости по формуле

Aтр=N·γn/φ·Ry· γc

Задаемся гибкостью λ=150; φ=0,2

Aтр=337·1,1/0,2·33·0,85=66,1 см2

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков №12,5:

Афакт,уголка=33,37см2

ix=3,8см=iy

λх=0,8\*lmax/ix=0,8\*410/3,8=86,3=λy

φmin=0,5

Проверка стержня на устойчивость

σ=N / φ ·A<Ry· γc/ γn

σ=337/0,5·2\*33,7=10,1<33·0,8/1,1=24 - условие выполняется Предельная гибкость:

λu=210-60α

где α- коэффициент, принимаемый не менее 0,5.

α=N·γn / φmin·Ry· γc·A=337·1,1/0,5·66,74·0,8·33=0,42

λu=210-60·0,5=180

λх=86,3 < λu=180- сечение принято

Требуемая площадь сечения растянутых раскосов (см2) определяется по формуле:

Aтр=N·γn/ Ry· γc

где N- продольная сила в стержне, кН

Aтр=492·1,1/33·0,85=19,3 см2

Принимаем сечение из двух неравнополочных уголков №8/6 (толщина фасонки 14 мм)

Афакт,уголка=10,67см2

Затем подобранное сечение проверяем по гибкости

ix=2,5см iy=1,74см

λх=0,8lx/ix=0,8\*380/2,5=122 < λu <400

λy= ly/iy=380/1,74=218 < λu <400

Сечение принято.

Требуемая площадь сечения сжатых раскосов (см2) определяется из условия обеспечения его устойчивости по формуле

Aтр=N·γn/φ·Ry· γc

Задаемся гибкостью λ=150; φ=0,2

Aтр=337·1,1/0,2·33·0,85=66,1 см2

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков №12,5:

Афакт,уголка=33,37см2

ix=3,8см=iy

λх=0,8\*410/3,8=86,3=λy

φmin=0,5

Проверка стержня на устойчивость

σ=N / φ ·A<Ry· γc/ γn

σ=337/0,5·66,74=10, 1 < 33·0,8/1,1=24 -условие выполняется Предельная гибкость:

λu=210-60α

где α- коэффициент, принимаемый не менее 0,5.

α=N·γn / φmin·Ry· γc·A=337·1,1/0,5·66,74·0,8·33=0,42

λu=210-60·0,5=180

λх=86,3 < λu=180- сечение принято

Сечение принято.

#### Результаты расчетов по подбору профилей для стержней фермы

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Элемент | Обозн.  Стерж. | Усил.  КН | Прин.  сечен. | Площ.  Сечен.  См2 | Радиусы  инерции,см | | Гибкость | | λu | φm | γc | σ  кН/см2 | R γc/ γn  кН/см2 |
| ix | iy | λx | λy |
| Верхний пояс | 18 | -521 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 8,8 | 33 |
| 17 | -641 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 10,8 | 33 |
| 16 | -703 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 11,8 | 33 |
| 15 | -676 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 11,4 | 33 |
| 14 | -676 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 11,4 | 33 |
| 13 | -703 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 11,8 | 33 |
| 12 | -641 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 10,8 | 33 |
| 11 | -521 | 110х110х8 | 59,36 | 2,98 | 2,98 | 101 | 101 | 124,2 | 0,5 | 0,85 | 8,8 | 33 |
| Раскосы | 33 | 492 | 70х70х5 | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 400 | - | 0,85 | 23,1 | 33 |
| 32 | 236 | 70х70х5 | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 400 | - | 0,85 | 11,1 | 33 |
| 31 | 64 | 70х70х5 | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 400 | - | 0,85 | 3 | 33 |
| 30 | -53 | 70х70х5 | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 0,8 | 33 |
| 26 | -53 | 70х70х5 | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 0,8 | 33 |
| 27 | 64 | 70х70х5 | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 400 | - | 0,85 | 3 | 33 |
| 28 | 236 | 70х70х5 | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 400 | - | 0,85 | 11,1 | 33 |
| 29 | 492 | 70х70х5 | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 400 | - | 0,85 | 23,1 | 33 |

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Стойки | 2 | -337 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 5,1 | 33 |
| 19 | -229 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 3,4 | 33 |
| 20 | -131 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 2 | 33 |
| 21 | -45 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 1 | 0,7 | 33 |
| 22 | 85 | | 75х75х6 | | 21,34 | 2,5 | 1,74 | 122 | 218 | 180 | - | 0,85 | 4 | 33 |
| 23 | -45 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0.8 | 0,7 | 33 |
| 24 | -131 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 2 | 33 |
| 25 | -229 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 3,4 | 33 |
| 1 | -337 | | 75х75х6 | | 66,74 | 3,8 | 3,8 | 86,3 | 86,3 | 180 | 0,5 | 0,8 | 5,1 | 33 |
| Нижний пояс | 3 | 0 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 0 | 33 |
| 4 | 447 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 16,1 | 33 |
| 5 | 643 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 23,1 | 33 |
| 6 | 693 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 24,9 | 33 |
| 7 | 693 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 24,9 | 33 |
| 8 | 643 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 23,1 | 33 |
| 9 | 447 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 16,1 | 33 |
| 10 | 0 | 70х70х6 | | 27,86 | | 3,51 | 1,98 | 85,5 | 151,5 | 400 | - | 0,85 | 0 | 33 |

Таблица - Количество типов уголков

*Расчет узлов фермы*

Стержни фермы в узлах связываются листовыми фасонками, к которым они прикрепляются с помощью электросварки.

Конструктивная длина шва по обушку определяется по формуле



длина шва по перу определяется по формуле



где α- коэффициент, учитывающий долю усилия, приходящегося на обушок

N- усилие в стержне, кН

βf-коэффициент провара (при ручной сварке βf=0,7)

Kf1, Kf2- толщины швов соответственно по обушку и по перу, см

Rwf- расчетное сопротивление угловых швов среза по металлу шва,

равное при использовании электродов типа Э50: Rwf= 21 кН/см2

γwf- коэффициент условий работы шва; γwf=1

Коэффициент α принимаем равным: для равнополочных уголков α=0,7.

Толщина шва по перу уголка принимается на 2 мм меньше толщины полки уголка, но не менее 4 мм. Максимальная толщина шва по обушку уголка не должна превышать 1,2t min, где tmin-толщина более тонкого элемента (фасонки или полки уголка).

Минимальная длина шва должна составлять 4 Кf или 40 мм. Максимальная расчетная длина шва не должна превышать 85βf Кf .

Узел «Е»

Определим длины швов поясов «6» и «7» (δ=6мм) :

Конструктивная длина шва по обушку



Принимаем lw1 = 22 см.

Длина шва по перу



lw2 = 13 см.

Кf1 = 8мм = 0,8см. Kf2 = 6 мм = 0,6 см.

Определим длины швов пояса «30» и «26» (δ=6мм) :

Конструктивная длина шва по обушку



Принимаем lw1 =4 см.

Длина шва по перу



lw2 = 4 см.

Кf1 = 8 мм = 0,8 см. Kf2 = 6 мм = 0,6 см.

Определим длины швов пояса «22» (δ=6мм) :

Конструктивная длина шва по обушку



Принимаем lw1 =4 см.

длина шва по перу



lw2 = 4 см.

Кf1 = 8 мм = 0,8 см. Kf2 = 8 мм = 0,8 см.

Рассчитанные длины швов наносятся на схему узла, после чего выявляются размеры фасонки и ее очертание. Принимаемое очертание фасонки должно быть простым, желательно прямоугольным.

Узел Е должен иметь опорное ребро 16…25мм. Минимальная ширина ребра 180 мм.

**Таблица сварных швов в узлах фермы**

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Узел | Обозначение стрежней | Расчетное усилие, кН | Катет шва, см | | Длина шва, мм | | Конструктивная длина шва, мм | |
| По обушку  Kf1 | По перу  Kf2 | По обушку | По перу | По обушку  L1 | По перу  L2 |
| Е | 22 | 85 | 0,8 | 0,8 | 4 | 4 |  |  |
| 26 | 53 | 0,8 | 0,6 | 4 | 4 |  |  |
| 30 | 53 | 0,8 | 0,6 | 4 | 4 |  |  |
| 6 | 693 | 0,8 | 0,6 | 22 | 13 |  |  |
| 7 | 693 | 0,8 | 0,6 | 22 | 13 |  |  |

Общая расчетная длина сварных швов (см), прикрепляющих горизонтальную накладку к полкам уголков по одну сторону стыка:



где N- усилие в стержне нижнего пояса, помыкающем к монтажному узлу ,кН.

Более подробно с конструкциями узлов стропильных ферм и особенностями их расчета следует ознакомиться по рекомендуемой литературе (1);(5);(7).

Итогом проектирования стропильной фермы является составление спецификации металла на отправочный элемент, форму которой следует принять по учебнику (1).

*5.Расчет поперечной рамы каркаса*

*Определение нагрузок на раму.*

На раму действуют нагрузки

а) постоянная – от собственного веса конструкций

б)кратковременные: снеговая; крановая – вертикальная от давления колес мостового крана и горизонтальная от торможения тележки; ветровая.



Рис. Рама

А) Постоянная нагрузка на раму. На стойку рамы будет действовать опорная реакция ригеля (кН) Vg=g1L/2, где L- пролет ригеля (фермы); g1 – погонная расчетная нагрузка, кН/м2

Vg=23,88·24/2=286,56 кН

б) Снеговая нагрузка на раму. На стойку рамы будет действовать соответствующая опорная реакция ригеля (кН) Vр=S1L/2, где S1 – погонная расчетная снеговая нагрузка, кН/м2

Vр=4,2·24/2=50,4 кН

Вертикальные крановые нагрузки. Крановая нагрузка на поперечную раму определяется от двух сближенных кранов, расположенных таким образом, чтобы нагрузка была наибольшей.

Расчетная вертикальная сила (кН), действующая на стойку (колонну), к которой приближены тележки кранов

Dmax=γf·nc·Fn max·Σyi+G,

где Fn max- наибольшее давление колеса

γf- коэффициент надежности по нагрузке, γf=1,1

Σyi- сумма ординат влияния для опорного давления на колонну

nc – коэффициент сочетания: nc=0,85

G- вес подкрановой балки, кН

Ординаты линий влияния y1=0,267, y2=1; y3=0,8; y3=0,066.

Dmax=1,1·0,85·315·(0,267+1+0,8+0,066)+10,5 =717,36 кН

Расчетная вертикальная сила, действующая на другую стойку рамы

Dmin=γf·nc·Fn min·Σyi+G,

где Fn min- наименьшее давление колеса на кран (кН)

Fn min=(P+Gc)/n0- Fn max

P- грузоподъемность крана

Gc- общий вес крана с тележкой

n0- число колес на одной стороне крана n0=2

Fn min=(300+520)/2- 315=95 кН

Dmin=1,1·0,85·95·2,4+10,5=223,68 кН

Горизонтальные крановые нагрузки.

Расчетная горизонтальная сила (кН)

Tc= γf·nc·Tn·Σyi,

где Tn- нормативная горизонтальная сила при торможении тележки,

приходящаяся на одно колесо крана.

Горизонтальная сила Tc может действовать на левую или правую стойку рамы, причем как в одну, так и в другую сторону.

Tc= 1,1·0,85·10,5 ·2,4=23,6 кН

Ветровая нагрузка.

Расчетное значение погонной ветровой нагрузки в стойке рамы (кН/м):

С наветренной стороны (положительное давление):

gw= γf·c·K·WоB

gw= 1,4·0,8·1·0,48·6=3,2кН/м

С заветренной стороны

gw´= γf·c´·K·WоB

gw´= 1,4·0,6·1·0,48·6=2,4 кН/м

где γf=1,4 – коэффициент надежности по нагрузке; с, c´ - аэродинамические коэффициенты,

Схема к определению

ветровой нагрузки (для местности типа А) равные в данных условиях

соответственно 0,8 и 0,6

К – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по

высоте, К=1

Wc- нормативное значение ветрового давления ,

### В- шаг поперечных рам,

Ветровая нагрузка (кН), действующая на шатер, заменяется сосредоточенными силами, приложенными на уровне ригеля:

С наветренной стороны Fw= γf·c·K·Wо·B·h

С заветренной стороны Fw´= γf·c´·K·Wо·B·h

где К- коэффициент, равный 1

h- высота шатра, м

Fw= 1,4·0,8·1·0,48·6·3,1=10 кН

Fw´= 1,4·0,6·1·0,48·6·3,1=7,5 кН

Суммарная сила Fwо= Fw+ Fw´ cчитается приложенной к левой стойке рамы на уровне низа ригеля.

Fwо=10+7,5=17,5 кН

В курсовом проекте разрешается считать конструкцию стенового заполнения самонесущей, опирающееся на фундаменты. Поэтому вес стеновых ограждающих конструкций при расчете рамы не учитывается.

Определение усилий в стойках рамы

Фактическая высота верхней части колонны (стойки) (м):

l2=hg+hr+H2-0,15,

где hg – фактическая высота подкрановой балки с учетом выступающей части опорного ребра

hg=600 мм;

hr – высота кранового рельса; hr=120мм

l2=0,6+0,12+3,4-0,15=3,97м

Фактическая высота нижней части колонны (м):

*l*1=*l*-*l*2=11,2-3,97=7,2м

Далее следует предварительно принять соотношение между жесткостями сечений верхней и нижней частей колонны:



где J1; J2 -моменты инерции сечений нижней и верхней частей колонны.



Расчетная схема рамы и характерные сечения стойки

*Определение усилий в стойках рамы*

Усилия в стойках рамы от постоянной нагрузки

От действия силы Vg( рис.16 ) на уровне ступени колонны вследствие смещения осей верхней и нижней частей стойки возникает изгибающий момент



где е - эксцентриситет, равный приближенно:



е=0.5\*(1000-500)=250мм

Мg=286,56\*0,25=71,64кН\*м

Нормальная сила в ригеле рамы от постоянной нагрузки (то есть лишнее неизвестное) (кН):



Xg= 3\*71,64\*(1-0,3552)/2\*11,2(1+0,3553\*9)=5,98кН

где ;



Рекомендуется принимать n= 8…12



В стойках будут действовать изгибающие моменты (рис.17 ):

в сечении 1-1 =71,64-5,98\*11,2=-4,7кНм



в сечении 2-2 =71,64-5,98\*3,97=47,9кНм



в сечении 3-3 =-5,98\*3,97=-23,74кНм



Нормальная сила в стойках рамы (кН) =286,56кН

Поперечная сила в левой стойке =5,98кН

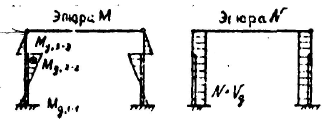


Рис. 17. Эпюра усилий в раме от постоянной нагрузки

Усилия в стойках рамы от снеговой нагрузки

Значения усилий в стойках рамы от снеговой нагрузки определяются путем умножения соответствующих усилий от постоянной нагрузки на переходной коэффициент К= Vp/ Vg=50,4 /286,56 =0,18

Усилия в стойках рамы от вертикальных крановых нагрузок

От действия сил вертикального давления кранов на уровне консолей в стойках рамы возникают моменты

Mmax= Dmax·ec

ec=0, 5 м

Mmax= 717,36 ·0,5=358,68 кН·м

Mmin= Dmin·ec

Mmin=223,68 ·0,5=111,84 кН·мСхема к определению *е*с

,



где



Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой стойки

Mс 1-1= Xсl- Mmax =19,6·11,2-358,68 = -139,16 кН·м

Mс 2-2= Xсl2- Mmax=19,6·3,97-358,68 = -280,87 кН·м

Mс 3-3= Xсl2 =19,6·3,97=77,8кН·м

Изгибающие моменты в расчетных сечениях правой стойки

Mс ´1-1= Xсl- Mmin=19,6·11,2-111,84=107,7 кН·м

Mс ´2-2= Xсl2- Mmin=19,6·3,97-111,84= -34кН·м

Mс ´3-3= Xсl2 =19,6·3,97=77,8кН·м

Нормальная сила в левой и правой стойках (кН):

N= Dmax=717,36 кН

N’= Dmin=223,68 кН

Поперечные сили в левой и правой стойках (кН):

Q= -19,6 кН

Q’= 19,6 кН

Усилия в стойках рамы от горизонтальных крановых нагрузок

Усилие Х в ригеле (кН):



Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой стойки:



MТ 1-1=±[ 23,6\*7,23-4,1\*11,2] =±124,7 кН·м



MТ 2-2= MТ 3-3=±4,1·3,97=±16,3Н·м

Изгибающие моменты в расчетных сечениях правой стойки:



MТ 1-1=±4,1·11,2=±45,92 кН·м



MТ 2-2= MТ 3-3=±4,1·3,97=±16,3 Н·м

Поперечная сила в нижней части левой стойки Q=±( Xс-Tc)= ±4 кН

в правой стойке Q=±XТ=±4,1 кН

**Эпюры моментов в раме от горизонтальной крановой нагрузки**

Усилия в стойках рамы от ветровой нагрузки

Нормальная сила в ригеле (кН) от положительного ветрового давления:



Усилия в левой колонне при **ветре слева**

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой стойки:



Mw1-1= (12,1-17,5) ·11,2-(3,2·11,22/2)=-261 кН·м



Mw2-2= Mw3-3=(12,1-17,5) ·3,97-(3,2·3,972/2) = - 46,7 кН·м

Нормальная сила:Nw=0

Поперечная сила:

-в верхней точке колонны

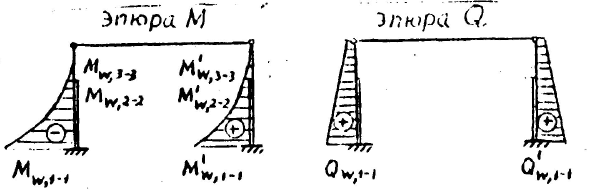


Qw=17,5-12,1=5,4 кН

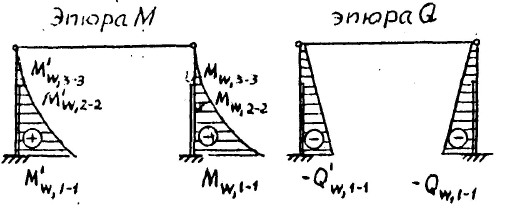
-в заделке колонны



Qw(1-1) =17,5-12,1+3,2\*11,2=41,24 кН



Эпюры усилий в рамеот ветровой нагрузки (ветер слева)



Эпюры усилий в раме от ветровой нагрузки (ветер справа)

Усилия в правой колонне при **ветре слева**

Изгибающие моменты в расчетных сечениях:



Mw1-1= 12,1·11,2+(2,4·11,22/2)=286кН·м



Mw2-2= Mw3-3=12,1·3,97+(2,4·3,972/2)=67 кН·м

Нормальная сила :

Поперечная сила:

в верхней точке колонны Qw=Xw

Qw=12,1кН

в заделке колонны Q′w(1-1)=Xw+q′w*l*

Q′w(1-1)=12,1+2,4·11,2=38,98 кН



*Эпюры усилий в раме от ветровой нагрузки (ветер слева)*

*При ветре справа* колонны как бы меняются местами, при этом изменяется знак поперечной силы Q.

Таким образом:

Усилия в левой колонне при **ветре справа:**

Изгибающие моменты в расчетных сечениях:



Mw1-1= 12,1·11,2+(2,4·11,22/2)=286кН·м



Mw2-2= Mw3-3=12,1·3,97+(2,4·3,972/2)=67 кН·м

Нормальная сила :



Поперечная сила:

в верхней точке колонны Qw=-Xw

Qw=-12,1кН

в заделке колонны Q′w(1-1)=-(Xw+q′w*l)*

Q′w(1-1)=-(12,1+2,4·11,2)=-39 кН

Усилия в правой колонне при **ветре справа**

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой стойки:



Mw1-1= (12,1-17,5) ·11,2-(3,2·11,22/2)=-261,2 кН·м



Mw2-2= Mw3-3=(12,1-17,5) ·3,97-(3,2·3,972/2) = - 46,7 кН·м

Нормальная сила:Nw=0

Поперечная сила:

-в верхней точке колонны

Qw=12,1кН

-в заделке колонны

Qw(1-1) =12,1+2,4\*11,2=39 кН

Полученные результаты заносим в сводную таблицу.

Сводная таблица усилий в левой стойке рамы

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Ном.  загр. | Вид  загружения | Схемы рамы и эпюр М | Коэф.  соче-  таний | Часть стойки | | | | | | |
| нижняя | | | | | верхняя | |
| Сечения | | | | | | |
| 1-1 | | | 2-2 | | 3-3 | |
| М  кН·м | N  кН | Q  кН | М  кН·м | N  кН | М  кН·м | N  кН |
| 1 | Постоянная нагрузка, собственный вес ригеля |  | 1,0 | -4,7 | 286,6 | 5,98 | 47,9 | 286,6 | -23,7 | 286,6 |
| 2 | Снеговая нагрузка |  | 1,0 | -0,9 | 51,6 | 1,1 | 8,6 | 51,6 | -4,3 | 51,6 |
| 3 | Крановые моменты  (тележка слева) |  | 1,0 | -139,2 | 717,4 | -19,6 | -280,9 | 717,4 | 77,8 | 717,4 |
| 4 | Крановые моменты  (тележка справа) |  | 1,0 | 107,7 | 223,7 | 19,6 | -34 | 223,7 | 77,8 | 223,7 |
| 5 | Поперечное торможение кранов (сила приложена к левой стойке) |  | 1,0 | ±  124,7 |  | ±4 | ±  16,3 |  |  |  |
| 6 | Поперечное торможение кранов (сила приложена к правой стойке) |  | 1,0 | ±45,9 |  | ±4,1 | ±  16,3 |  |  |  |
| 7 | Ветровая нагрузка  (ветер слева) |  | 1,0 | -2,61 |  | 41,2 | -46,7 |  |  |  |
| 8 | Ветровая нагрузка  (ветер справа) |  | 1,0 | 261,2 |  | 39 | -46,7 |  |  |  |

**6.Расчет колонны**

*Определение расчетных усилий.*

Расчетные усилия для верхней (сечение 3-3) и нижней (1-1) частей колонны принимаем по таблице

М1=392 кН·м

N1=1279 кН

М3=128 кН·м

N3= 1279 кН

*Определение расчетных длин.*

l1 =7230мм– длина подкрановой части колонны;

l2 =3970мм– длина надкрановой части колонны.

Расчетные длины частей колонны в плоскости рамы

lx2ef=μ2l2=3·3,97=11,9м

lx1ef=μ1l1=2,5·7,23=18,1м

Расчетные длины частей колонны из плоскости рамы

lу2ef=l2-hg=3,97-0,6=3,37м

ly1ef=l1=7,23м

*Расчет верхней части колонны.*

Предварительный подбор сечения.

Требуемая площадь поперечного сечения (см2)

Атр>Nγn(1,25+2,8ex/h2)/Ryγc

где ех=M/N =400/1300=0,31м

Атр>1300·1(1,25+2,8·0,31/0,5)/33·1=118 см2

Атр ≥ 118 см2

Толщину стенки принимаем tw=10мм

Площадь поперечного сечения стенки Aw=tw·hw

где hw – высота стенки: hw=h2-2tf=500-2·20=460мм

tf- толщина пояса колонны: tf=10…20мм

Aw=tw·hw=1·46=46см2

По конструктивным требованиям принимаем ширину полки

Bf= 180мм=18 см

Аf=2 Bf tf=2·18·2=72см2

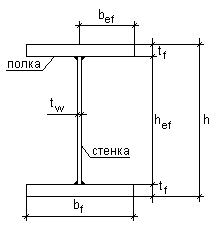


Рис. Вычисление геометрических характеристик сечения

Фактическая площадь сечения (см2)

А2=hw·tw+2·Bf·tf

А2=46·1+2·18·2,0=118 cм2

Моменты инерции (см4)

Iy=2·tf·Bf3·/12=2·2,0·183·/12=1944см4

Ix=tw·hw3/12+2·Bf·tf·(h2/2+tf/2)2= 1·463/12+2·18·2,0·(50/2+2,0/2)2=56783см4

Момент сопротивления (см3)

Wx=2· Ix/h2=2· 56783/50=2271 см3

Ядровое расстояние (см) rx=Wx/A2=2271/118=19,3 см

Радиусы инерции (см)

ix=√(Ix/A2)=√(56783/118)=21,9 cм

iу=√(Iу/A2)=√(1944/118)=4,1 cм

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия изгибающего момента.

Гибкость верхней части колонны в плоскости рамы

λх= lx2ef/ ix=1120/21,9=51,1

Условная гибкость λх= λх√(Ry/E)=51,1√(33/20600)=2,1

Оптимальный эксцентриситет m=ex/rx=31/19,3 =1,61

Проверка устойчивости осуществляется по формуле

N/φе·A2<Ryγc/γn

1300/0,435·118<33·1,0/1,0

25<33

Условие выполняется

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия изгибающего момента.

Наибольшее значение изгибающего момента в пределах средней трети высоты верхней части колонны

M´x=2/3 Mx, где Мх- расчетный изгибающий момент в сечении 3-3

M´x=85,3 кН·м

Относительный эксцентриситет mx= M´x/N\*rx=85,3/1300·0,193=0,34

Величина коэффициента с вычисляется по формуле с=β/(1+α·mx)

с=1,0/(1+0,8· 0,34)=0,79

Гибкость верхней части колонны в плоскости рамы

λу= lу2ef/ iу=337/4,1=82

Проверка устойчивости осуществляется по формуле

N/с·φу·A2<Ryγc/γn,

где φу – коэффициент продольного изгиба относительно оси Y-Y

1300/0,66·118·0,79=21,1<33·1,0/1,0=33

21,1<33

Проверка устойчивости поясов верхней части колонны

Отношение расчетной ширины свеса поясного листа Bef к его толщине tf не должно превышать для двутаврового сечения величины

Bef/tef=(0,36+0,1 λx)√(E/Ry)= (0,36+0,1·2,1)√(20600/33)=14

Ширина свеса Bef=(Bf-tw)/2=(18-1)/2=8,5 см



46/1=46<57,5

Значит, укреплять стенку поперечными ребрами жёсткости не надо.

*Расчет нижней части колонны*

Предварительное определение усилий в ветвях

Подкрановая ветвь колонки принимается из прокатного двутавра, наружная - из сварного швеллера.

Ориентировочное положение центра тяжести поперечного сечения нижней части колонны



y1=392·0,98/(392+392)=49 см

Где M1, M2 - абсолютные величины расчетных изгибающих моментов, догружающих подкрановую и наружную ветви;

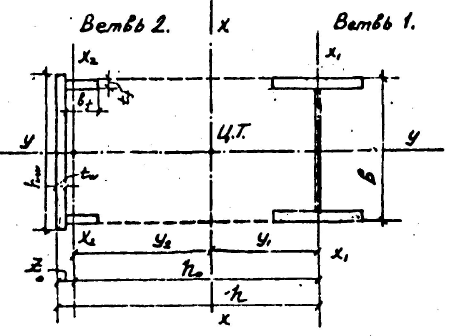
ho=h-zo=100-2=98cм ; h=100см, zo=2…3 см

y2=ho-y1=98-49=49 см

Нормальные силы соответственно в подкрановой и наружной ветвях

Nb1=N1y2/ho+│M1│/ho= 1300·49/98+392/0,98=650кН

Nb2=N2y1/ho+│M2│/ho=1300·49/98+392/0,98=650 кН



Поперечное сечение нижней части колонны

Подбор сечений ветвей

Требуемая площадь поперечного сечения подкрановой ветви

Атр.1= Nb1γn/Ryγcφ=650·1/33·1·0,75=26,3 см2

где φ- коэффициент продольного изгиба, принимаемый в пределах 0,7…0,8

Высота двутаврового сечения для обеспечения устойчивости ветви из плоскости рамы должна составлять b>l1/30=241 мм

Принимаем двутавр №30 с Аb1=46,5 см2

Требуемая площадь поперечного сечения наружной ветви

Атр.2= Nb2γn/Ryγcφ=650·1/33·1·0,75=27 см2

Принимаем швеллер с hw= 320мм, tw= 8мм Bf = 75 мм tf =10мм

Аb2=32\*0,8+7,5\*1\*2=40,6см2

Уточнение усилий в ветвях

Для уточнения нормальных сил в ветвях необходимо найти фактические значения zo, y1, y2

zo=(hwtw2/2+2bftf(bf/2+tw))/(hwtw+2bftf) zo=1,9см

ho=h-zo=100-1,9=98,1cм ;

y1=Аb2ho/(Ab1+Ab2)=45,7 см

y2=ho-y1=98,1-45,7=52,4 см

Вычисление геометрических характеристик сечения наружной ветви

Момент инерции относительно осей y-y и x2- x2;

;



Iy=0,8·323/12+2·7,5·1(30-1,0)2 /4=5338,3 см4



где B- расстояние между наружными гранями полок сварного швеллера

Ix2= 0,8·32(3,7-0,4)2+2·1·7,53/12+2·1·7,5(3,75+0,8-3,7)2=360 см4

Радиусы инерции относительно оси Y-Y и Х2 - Х2

iy=√(Iy/Ab2)=11,5см

iх=√(Iх2/Ab2)=2,98см

Проверка устойчивости ветвей из плоскости рамы

- Подкрановой ветви относительно оси y-y



где iy - радиус инерции двутаврого сечения, определяемый по табличным данным ( ось y-y - см.рис.20).

λy1=723/11,5=63

- Проверка устойчивости подкрановой ветви:



где y -коэффициент продольного изгиба относительно оси y-y

σ=650/46,5=14<0,962\*33\*1/1=31,8

-Гибкость наружной ветви относительно оси y-y



где iy - радиус инерции швеллерного сечения.

λy2=723/11,5=63

Расчет базы колонны.

Площадь опорной плиты подкрановой ветви:



где - расчетное сопротивление бетона смятию



(рекомендуется принижать бетон класса B12,5, для которого Rb=7,5МПа=0,75 кН/см²

Атр.рl=650·1,0/1,2·0,75·1=722,2 см2

Больший размер опорной плиты в плане(рис. 25):



где B- высота двутаврого сечения ветви колонны;

c- свес плиты, принимаемый в пределах 40...60 мм.

Bpl=300+2·50=400мм

Меньший размер плиты:



L рl = 72222/400=180,56мм

Принимаем конструктивно Lрl=220мм

Толщину плиты примем 20мм. Высоту траверс можем принять равной 500мм

Подбор фундаментных болтов

Суммарное усилие в фундаментных болтах (в кН):



Nа=(392-1300\*0,457)/0,963=210кН

Общая требуемая площадь фундаментных болтов:



где Rba- расчетное сопротивление фундаментных болтов(Rba=185 МПа = 18,5 кН/см², если болты выполняются из стали марки ВСтЗкп2 ).

Аb=210\*1,0/18,5\*1,0=11,4 см2

Обычно принимают 4 болта, тогда площадь сечения одного болта нетто:

Аbl =11,4/4=2,85см2



По сортаменту принимаем 4 болта диаметром 20 мм. Глубина заделки=800мм

Рис. 1- База колонны

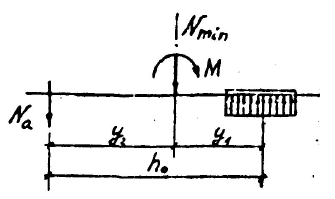
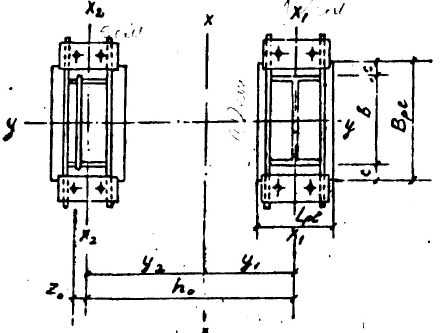
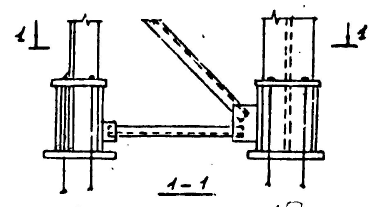


Схема к определении Na

**Список используемой литературы**

1.Васильев А.А. Металлические конструкции. –М.: Стройиздат,1979.

2.Сетков В.И., Сербин Е.П. Строительные конструкции: Расчет и проектирование. –М.: ИНФА-М, 2008.

3.Металлические конструкции в 3т. Т 1- Элементы конструкций/Горев В.В., Уваров Б.Ю., и др.-М.; Высшая школа.,2001.

4.Металлические конструкции в 3т. Т 2- Конструкции зданий/Горев В.В., Уваров Б.Ю., и др.-М.; Высшая школа.,2001.

5.Металлические конструкции. Под общ. ред. Л.Р. Маиляна. – Ростов н/Д:Феникс., 2005.

6.СниП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия.- М.; Стройиздат,1998

7.СниП II-23-81\* .Стальные конструкции.- М.; Стройиздат,1998

8.Справочник современного проектировщика. Под общ. ред. Л.Р. Маиляна. – Ростов н/Д:Феникс., 2005.